

ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO CÍCLICO DE PILARES REFORÇADOS E CALIBRAÇÃO DO SISTEMA DE ENSAIO

**PATRÍCIO
ROCHA**

Eq. Prof. Adjunto
ESTG - IPVC
Viana do Castelo -
Portugal

**PEDRO
DELGADO**

Eq. Assistente
ESTG - IPVC
Viana do Castelo -
Portugal

**JOÃO
PEDROSA**

Est. Mestrado
FEUP
Porto - Portugal

**ANTÓNIO
ARÊDE**

Prof. Associado
FEUP
Porto - Portugal

**NELSON
VILA POUCA**

Prof. Associado
FEUP
Porto - Portugal

**ANÍBAL
COSTA**

Prof. Catedrático
Univ. de Aveiro
Aveiro - Portugal

**RAIMUNDO
DELGADO**

Prof. Catedrático
FEUP
Porto - Portugal

SUMÁRIO

Na literatura da especialidade podemos encontrar diferentes abordagens de esquemas de ensaio de pilares sujeitos à flexão composta, com esforço axial constante e flexão cíclica. A principal dificuldade na implementação destes sistemas de ensaio experimental está na forma como se aplica a acção axial, que deve manter-se vertical e sem grandes variações de intensidade, apesar das deformações provocadas pela flexão. Este problema agrava-se em ensaios de pilares sujeitos à flexão desviada, que é o caso para o qual se projectou e construiu o sistema de ensaios actualmente em uso.

O sistema de ensaio desenvolvido pelo grupo de investigadores do LESE – FEUP (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto), pensado para possibilitar o ensaio de pilares associando a aplicação de carga axial às cargas horizontais aplicadas em duas direcções ortogonais, recorre a uma placa de deslizamento de atrito reduzido aplicada da cabeça do pilar que permite a transmissão da carga axial e os deslocamentos horizontais. Na perspectiva de demonstrar a fiabilidade deste sistema e a sua calibração, antes de iniciar a campanha experimental planeada em pilares de BA, nesta fase apenas em flexão unidireccional, foram realizados ensaios de controlo, com recurso a um provete de ensaio metálico de características bem conhecidas, que permitiu um conhecimento de todos os fenómenos envolvidos e a realização de algumas alterações que optimizaram as capacidades deste sistema.

Finalmente no âmbito desta comunicação, pretende-se mostrar a forma como se realizaram três tipos de reforço e respectiva eficiência no contexto do reforço da capacidade face à acção sísmica. Dos ensaios realizados até ao momento foi seleccionada uma série de pilares com secção rectangular de 0,20x0,40m representativos da situação dos edifícios construídos na década de 60 e 70 onde se procura evidenciar as reais capacidades de desempenho à acção sísmica antes e depois de reforço.

1. INTRODUÇÃO

Com o objectivo de analisar diferentes estratégias de reforço de pilares de betão armado foi implementada uma campanha de ensaios experimentais no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Os provetes foram escolhidos com o objectivo de reproduzir alguns pilares de uma estrutura estudada no âmbito do projecto ICONES desenvolvida no European Laboratory for Safety Assessment (ELSA) do Joint Research Centre (JRC) em Ispra (Italy), onde os ensaios experimentais ocorreram [1], [2]. No total da primeira fase da campanha experimental, oito pilares de betão armado,

construídos à escala real, foram testados no estado não danificado original e depois das intervenções de reforço adoptadas.

Com o sistema de ensaio desenvolvido foram testados vários provetes com o objectivo de melhor conhecer as suas reais características resistentes, bem como de alguns tipos de reforços e assim o conhecimento dos ganhos que cada um deles proporciona. Este artigo apresenta a técnica de reforço e os resultados de um grupo de provetes testados, antes e depois de serem reforçados com cintas de aço e com manta de fibra do carbono (CFRP).

2. DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE ENSAIO E DOS PROVETES

A Figura 1 ilustra o sistema de ensaio constituído por um pórtico metálico de reacção vertical e outro de reacção horizontal totalmente independentes um do outro (para ensaios biaxiais também se utiliza uma parede de reacção na direcção perpendicular). Para a carga horizontal foi usado um actuador da capacidade de 200 kN e a carga axial constante de 170 kN foi aplicada ao pilar através de um actuador hidráulico com capacidade de 700 kN. A fundação do pilar foi ligada à laje de pavimento do laboratório (de 600 mm de espessura) através de quatro varões de aço da elevada resistência com 28 mm diâmetro. Os pórticos de reacção vertical e horizontal também estão ligados à laje de pavimento por meio de varões do mesmo tipo e diâmetro. Todas os varões de ligação à laje foram devidamente pré-tencionados de modo a impedir deslocamentos e/ou rotações indesejados da fundação do provetes e dos pórticos de reacção.

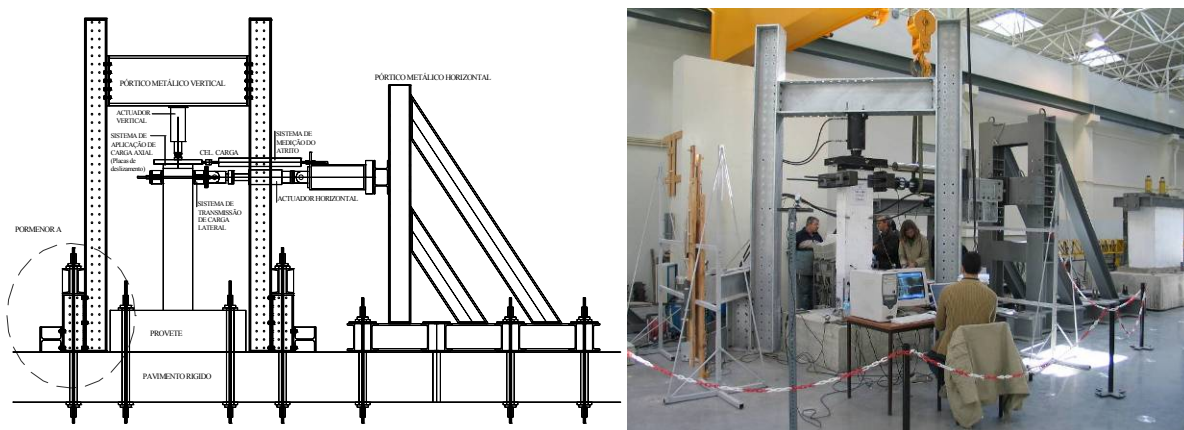


Figura 1: Setup de ensaio.

A transmissão da carga vertical é realizada através de um dispositivo (Figura 2.a) constituído por duas placas com as superfícies de contacto especialmente concebidas para minimizar o atrito que ocorre quando se impõem os deslocamentos horizontais.

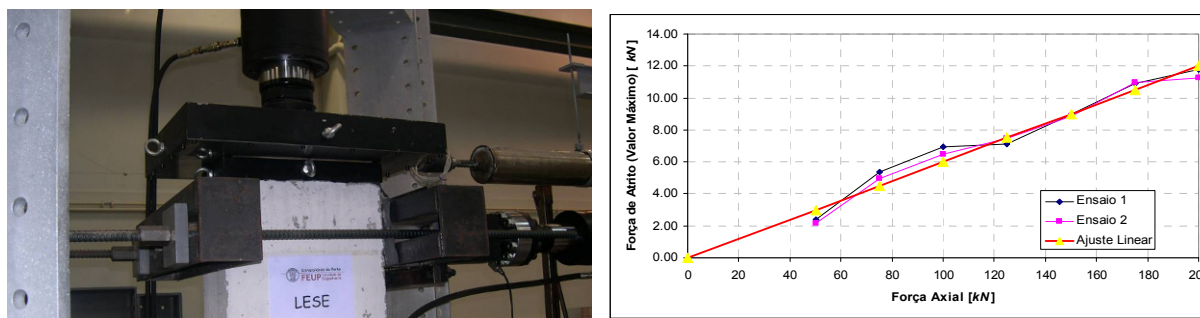


Figura 2: a) Dispositivo de aplicação da carga axial; e b) relação entre a força axial e a força de atrito

A placa inferior está pousada sobre o provete, enquanto que a placa superior está ligada ao actuador vertical, através de uma rótula que permite as rotações do topo do pilar que ocorrem durante o ensaio quando são impostos os deslocamentos horizontais, e a uma barra rígida à qual está acoplada uma célula de carga que mede a força de atrito que ocorre entre as duas placas. Este procedimento possibilita a correcção dos resultados dos pequenos efeitos que este dispositivo introduz, porque permite saber em cada momento qual a força de atrito que está a ser mobilizada. Por diferença entre a força do actuador horizontal e esta força de atrito residual, pode-se obter a força que efectivamente actua no provete de ensaio. De qualquer forma, para avaliar a relação que existe entre a força de atrito e a carga axial foram realizados vários ensaios com um provete metálico com uma rótula na base que deu como resultado (Figura 2.b) um coeficiente de atrito de cerca de 0,06.

Os pilares ensaiados têm secção transversal rectangular de 200 mm x 400 mm e 1720 mm de altura medido desde a fundação até ao seu topo. A fundação onde o pilar está encastrado tem 1300 mm x 1300 mm de base e 500 mm de altura e foi fortemente armada para evitar a ruptura prematura durante o ensaio.

Tal como pode ser observado na Figura 3, os provetes ensaiados PA1 têm de armadura longitudinal 6 varões de 12 mm de aço A400 com tensão de cedência de 460 MPa e estão transversalmente armados com armaduras de 6 mm diâmetro afastadas de 150 mm de aço A500 com tensão de cedência de 750 MPa. Também estão representadas as armaduras da fundação em aço A400. A tensão de compressão média do betão é de 43 MPa e foi obtida através do ensaio de cubos retirados das respectivas amassaduras.

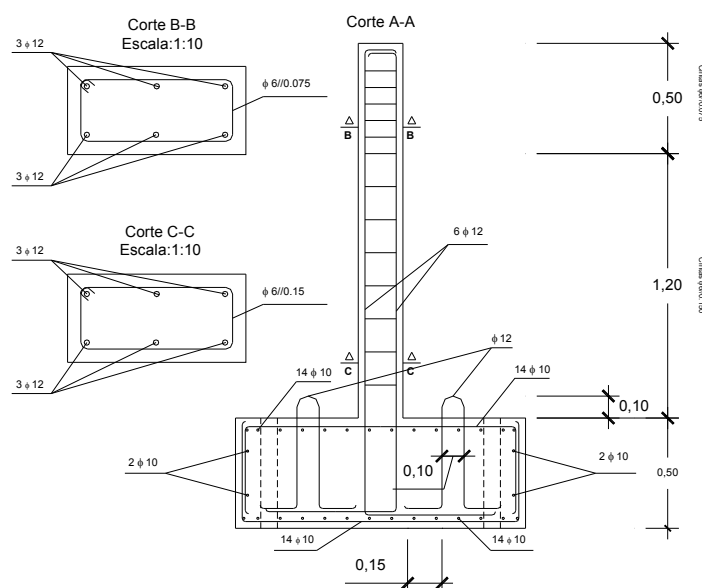


Figura 3: Esquema dos provetes PA1 ensaiados

Os pilares foram nomeados de PA1-Nx, em que PA1 é a referência do modelo e os Nx é o número de ordem que os distingue (significando $x = 1 \dots n$).

3. ENSAIOS CÍCLICOS DOS PILARES SEM REFORÇO

A todos os pilares foram aplicados vários conjuntos de três ciclos para cada um dos deslocamentos horizontais previamente definidos. Esses deslocamentos horizontais correspondem a diferentes níveis e deslocamentos relativos entre pisos, Δ/L , (Δ – deslocamento horizontal entre a base e o topo do pilar; e L – comprimento entre a base do pilar e o ponto de aplicação da carga). Neste trabalho foram adoptados dos seguintes valores de Δ/L : 0.19%; 0.31%; 0.63%; 0.25%; 0.75%; 0.94%; 0.47%; 1.25%; 1.56%; 1.88%; 2.19%; 2.50%; 2.81%; 3.13%; 3.75%; 4.38%; 5.00% e 5.63% [3].

Na Figura 4 apresenta-se os danos atingidos no ensaio do pilar PA1-N2 que se considera representativo de todos os provetes iguais a este (PA1-N3 e PA1-N6). Como se pode observar para deslocamentos inferiores a 20 mm verifica-se o aparecimento de pequenas fendas (Figura 4.a). Já no fim do ensaio (Figura 4.b) o pilar ficou bastante danificado inclusivamente com encurvadura e ruptura das armaduras dos cantos e significativa degradação do betão.

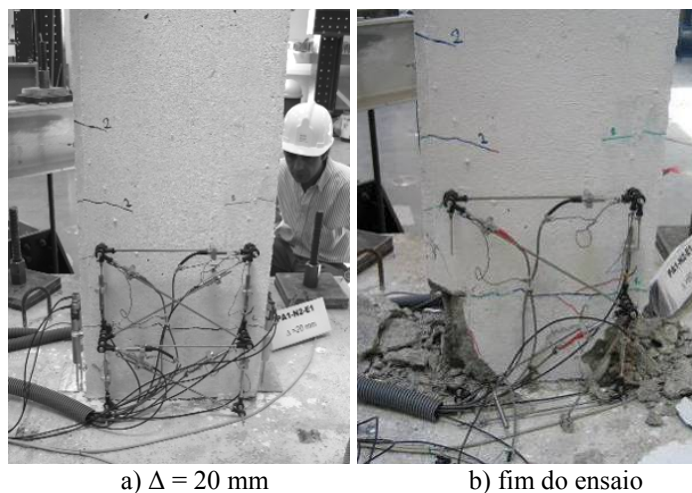


Figura 4: Danos observados no pilar PA1-N2

Os resultados experimentais deste ensaio estão apresentados juntamente com os resultados dos pilares reforçados

4. DESCRIÇÃO DOS REFORÇOS ENSAIADOS

Pretende-se então apresentar pormenorizadamente a forma como se realizam os reforços com CFRP, com cintas metálicas e com cintas metálicas ligadas por cantoneiras, bem como os respectivos resultados comparados com os originais sem reforço. O reforço com CFRP foi aplicado num pilar original e noutro depois de ensaiado, representativos de reforços antes e depois da ocorrência de um sismo [4].

Deve ser realçado que os trabalhos de reparação e reforço foram executados por funcionários de uma empresa especializada (S.T.A.P.), segundo as condições e técnicas utilizadas em obra.

4.1. Preparação os provetes para reforço

Como procedimento prévio à aplicação dos reforços adoptados neste trabalho foram realizadas as etapas que seguidamente se descrevem:

- Delimitação da zona de reparação;
- Remoção do betão degradado;
- Reparação da armadura longitudinal e transversal;
- Aplicação da cofragem e betonagem;
- Tratamento das superfícies e arestas;

A zona a reparar será toda a extensão danificada, sendo definida após uma cuidadosa inspecção do elemento a reparar. O betão destacado, bem como as fendas e fissuras desenvolvidas durante os ensaios, abrangiam uma extensa zona compreendida entre a sapata até cerca de 25 cm acima desta. Assim, neste caso, delimitou-se a zona de reparação até 30 cm acima da sapata, através de uma ranhura efectuada em todo o perímetro do pilar (Figura 5.a).

Depois de removido o betão degradado, abaixo da zona delimitada, procedeu-se à reparação as armaduras longitudinais e transversais. As armaduras longitudinais partidas ou com evidentes incursões plásticas foram

alinhadas para servirem de amarração de outras que as substituem devidamente empalmadas para a fundação. As armaduras transversais apenas foram recolocadas na posição inicialmente definida (Figura 5.b).

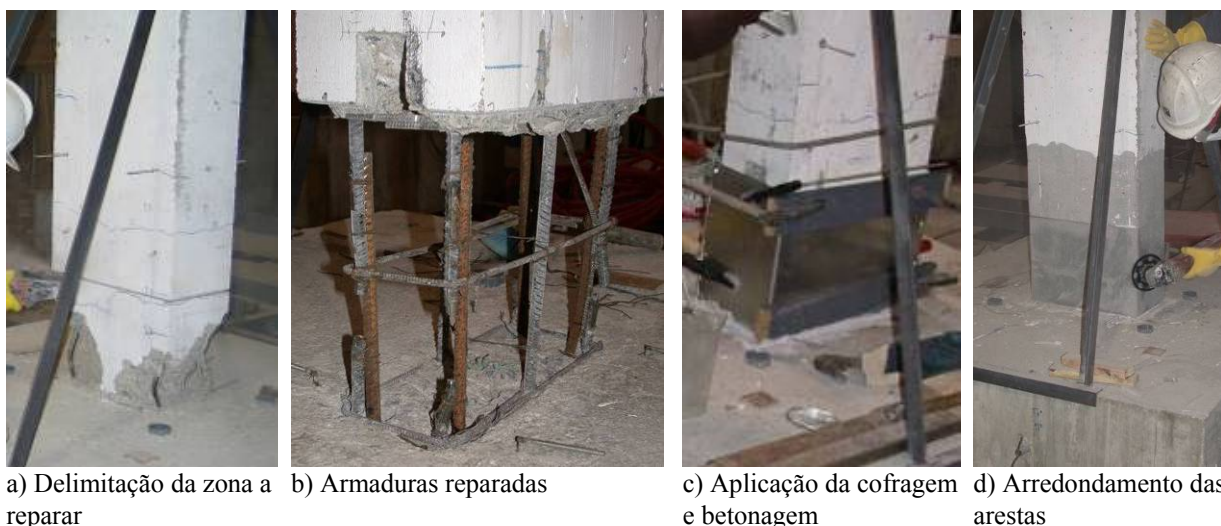


Figura 5: Processo de reparação dos provetes para reforço

Depois de garantida a verticalidade do pilar, seguiu-se a colocação da cofragem em chapa galvanizada e selagem das juntas com betume de pedra. A betonagem foi realizada, depois de humedecidas as superfícies de contacto, com argamassa de microbetão de reparação de alta qualidade com excelente aderência, durabilidade e resistência mecânica extremamente elevada (35 MPa, no 1º dia e 80 MPa aos 28 dias), praticamente sem retracção e auto-campactável (Figura 5.c).

A descofagem foi realizada dois dias após a betonagem ao que se seguiu a preparação das superfícies para recepção dos reforços. Com recurso a uma mó diamantada (Figura 5.d), procedeu-se à remoção de eventuais materiais menos aderentes (como a pintura das faces do pilar até 50 cm de altura) para garantir uma boa aderência entre as resinas de colagem dos reforços. No caso o reforço com CFRP, também se realizou o arredondamento (boleamento) das restas de canto do pilar com o objectivo de proteger da manta e aumentar a sua eficiência (Figura 5.d). Em qualquer dos tipos de reforços utilizados, antes da respectiva aplicação todas as superfícies de contacto foram limpas a pincel e aspirador.

4.2. Reforço com Mantas de Fibras de Carbono (CFRP)

Na Figura 6 apresenta-se as fases de aplicação do reforço com fibras de carbono (CFRP). O sistema encamisamento do pilar adoptado foi o MBrace que se baseia na impregnação da fibra através de um sistema completo de resinas que garantem a aderência ao elemento a reforçar. Ou seja, depois de bem limpas todas as superfícies de contacto da zona a reforçar inicia-se o processo com a preparação e aplicação da resina primária nas faces tratadas do betão (Figura 6.a). Cerca de 45 minutos mais tarde, prepara-se e aplica-se por cima do primário a resina saturante ou impregnante numa proporção em volume de 1:3 de catalisador e saturante (Figura 6.b) logo seguida da aplicação das várias camadas de manta de CFRP (Figura 6.c). Deve ser salientado que as diferentes camadas de manta foram aplicadas desfasadas tanto em altura com sobreposição e 10cm como no lado em que se inicia e acaba a respectiva colagem. Assim, a aplicação das mantas foi efectuada em camadas descontínuas: a primeira camada foi colocada na extremidade inferior da zona a reforçar e, teve-se o cuidado de se sobrepor cerca de 20 cm na face Este e, a camada superior teve a sobreposição na face Oeste, com o mesmo cumprimento de sobreposição.

Nesta fase, são sempre necessários dois operários de forma a manter a manta esticada. Nas camadas subsequentes à primeira, a técnica de aplicação é idêntica, espalhando-se previamente a resina e aplicando depois

a manta, sempre ligeiramente traccionada. O acabamento realiza-se com a aplicação de mais uma camada de resina de forma a garantir a impregnação da superfície manta (Figura 6.d).



Figura 6: Reforço com Mantas de Fibras de Carbono

4.3. Reforço com Cintas Metálicas

Para a realização do reforço do pilar com fibras metálicas, depois do procedimento geral de preparação do provete, procedeu-se como se ilustra na Figura 7.



Figura 7: Reforço com Cintas Metálicas

Para a colocação das cintas metálicas, constituídas por barras de aço, foi prevista a prévia execução de peças em forma de L que depois foram soldadas “in situ” duas a duas (Figura 7.b). Depois de soldadas as cintas foram seladas as juntas com betume e pedra (Figura 7.c) para confinar as zonas de colagem. Então, o vazio entre as cintas e o provete de betão foi preenchido com resina epóxida de dois componentes a partir dos pontos de injeção marcado nas quatro faces de cada cinta. Para garantir o total preenchimento do espaço entre as cintas e o betão, inicialmente realizaram-se rasgos, para além dos pontos de injeção, nas arestas (Figura 7.a) o que permite que a injeção da resina efectuada em excesso numa das faces possa passar para as faces adjacentes ser expelida pelos pontos de injeção adjacentes.

4.4. Reforço com Cintas Metálicas e Cantoneiras nos Cantos

No reforço de pilares de betão armado, é comum a utilização de cantoneiras ao longo das arestas verticais. Por este motivo se considerou interessante o ensaio desta solução para verificação da sua eficácia.

O processo de realização deste reforço foi muito idêntico ao do reforço só com cintas metálicas. Ou seja, também foram previamente executadas as peças em L só que desta feita os três níveis de cintas foram ligados através de uma cantoneira vertical (Figura 8.a). “in situ” esses dois conjuntos foram soldadas a mais duas cantoneiras (Figura 8.b) e assim realizar as cintagem pretendida.



a) Elementos metálicos “em L” utilizados no reforço

b) Soldadura das barras para às cantoneiras

c) Injecção da resina epóxida com uma pistola

d) Aspecto final depois da injecção da resina

Figura 8: Reforço com Cintas Metálicas e Cantoneiras nos Cantos

As cantoneiras longitudinais nos cantos não foram ligadas à base de fundação do provete (folga de 30 mm) para evitar aumento de resistência na região crítica uma vez que o objectivo principal deste reforço é repor ductilidade experimentada antes do ensaio. Tal como no reforço anterior, o reforço metálico também foi selado com betume de pedra e os vazios entre a secção de betão e as cintas foram preenchidos com resina epóxida (Figura 8.b).

4.5. Resumo dos reforços aplicados

Para facilitar a leitura deste artigo apresenta-se de seguida um resumo das designações e respectivos reforços adoptados nesta campanha experimental:

- PA1-N1-R1 – depois de ensaiado – manta de CFRP – 3 mantas com espessura = 0.351 mm;
- PA1-N2-R1 – depois de ensaiado – cintas de aço – 3 barras de 3 x 30 mm;
- PA1-N3-R1 – depois de ensaiado – cintas de aço e cantoneiras – 3 barras de 3 x 30 mm e L 30 x 30 x 3;
- PA1-N4-R1 – antes de ensaiado – manta de CFRP – 3 mantas com espessura = 0.351 mm.

5. ENSAIOS CÍCLICOS DOS PILARES REFORÇADOS

O pilar PA1-N1-R1 foi testado com a mesma história de deslocamentos horizontal. Como se pode observar na Figura 9 o pilar teve um bom comportamento quando comparado com o original revelando ao longo da manta de CFRP um padrão de fissuração bem distribuído e obrigando ao aumento do comprimento da rótula plástica (Figura 9.a). A ruptura das fibras ocorreu aos 65 mm de deslocamento horizontal ($\Delta/L = 4,0\%$) precedido do ruído de ruptura da fibra (Figura 9.b).

Durante o ensaio deste pilar ocorreu um inesperado deslocamento da base do pórtico de reacção vertical que afectou os resultados obtidos pela célula de carga ligada à placa de atrito superior. Este incidente conduziu a resultados maiores na direcção norte e menores na direcção sul (Figura 10.a).

Como era de esperar, o reforço de um provete intacto revelou um excelente comportamento tanto no incremento da ductilidade como da resistência (Figura 9.c, Figura 9.d e Figura 10.b).

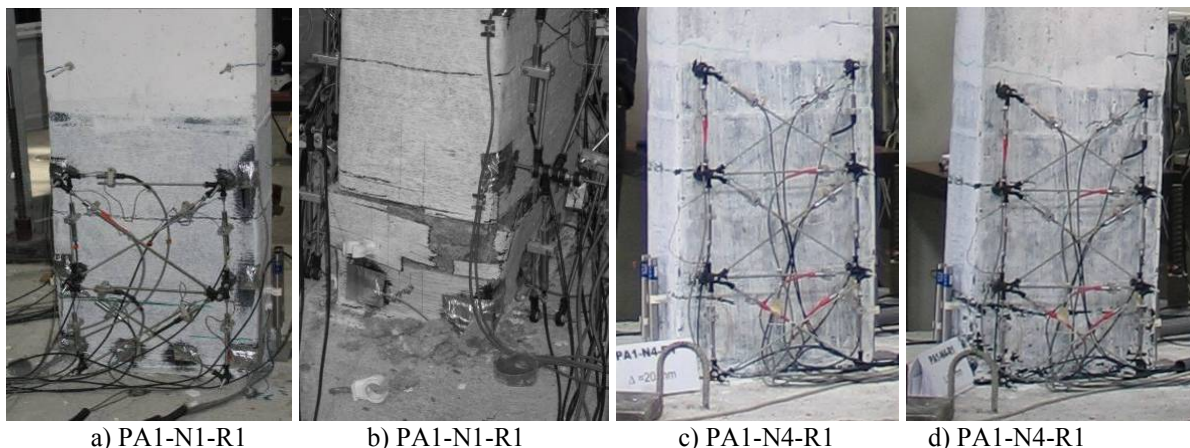


Figura 9: danos observados no pilar reforçado com CFRP – limite elástico a) e c) – ruína b) e d).

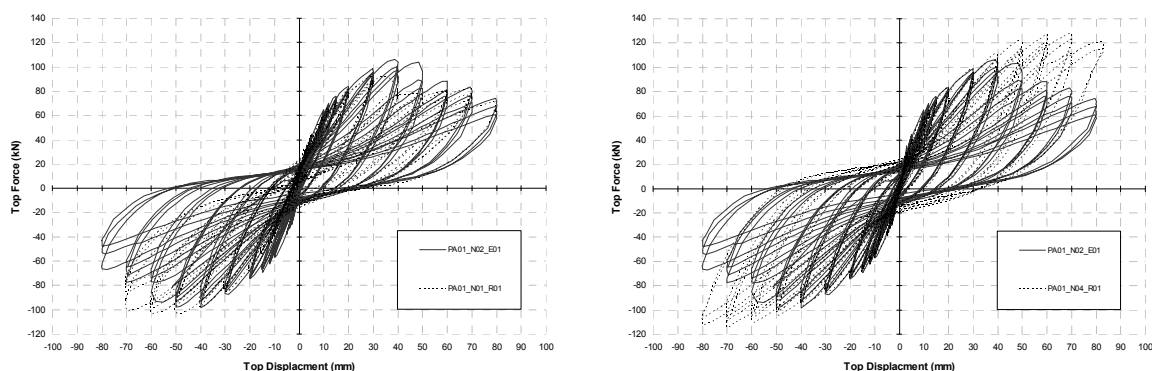


Figura 10: comparação de resultados entre soluções de reforço com CFRP.

O ensaio do provete reforçado com cintas de aço está ilustrado na Figura 11. Até ao ciclo de 20 mm (Figura 11.a) a fendas que apareceram foram bastante pequenas e bem distribuídas. Para o ciclo máximo atingido (Figura 11.b) também se verificou um bom comportamento quando comparado com o ensaio sem reforço e a concentração do dano abaixo da cinta inferior.

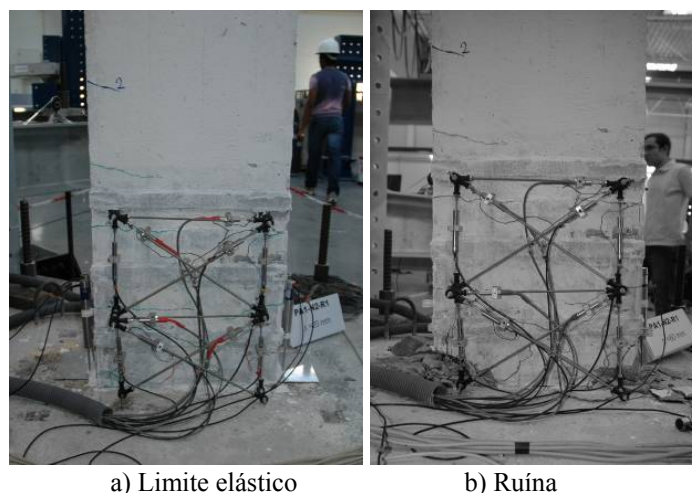


Figura 11: Danos observados no pilar reforçado com cintas de aço – PA1-N2-R1

Antes de encurvar as armaduras longitudinais o comportamento do pilar com este reforço foi idêntico ao do sem reforço (Figura 12) em consequência do eficiente confinamento do betão. Depois, para ciclos com maiores amplitudes este tipo de reforço revelou ser eficiente na resolução do problema da encurvadura das armaduras permitindo a manutenção da capacidade resistente até ao ciclo final.

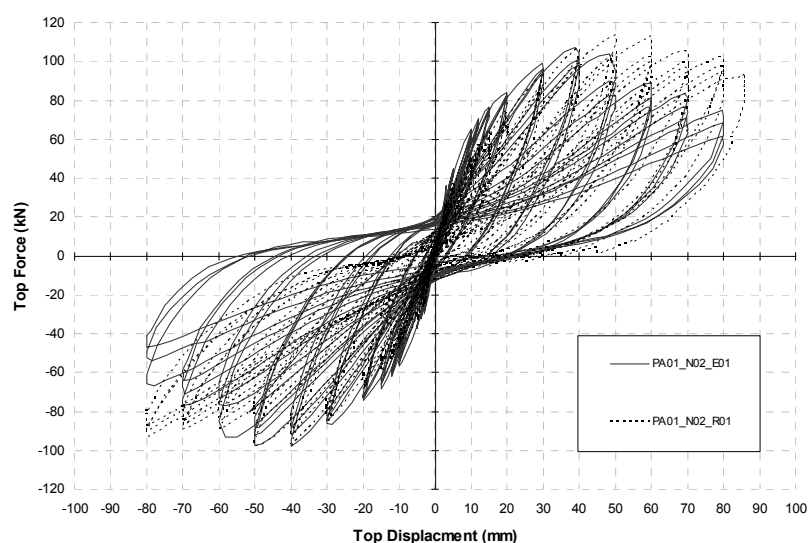
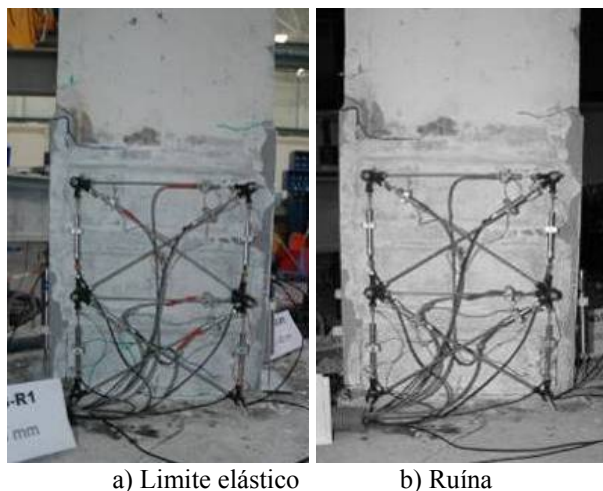


Figura 12: Resultados experimentais do pilar PA1-N2-R1

Na Figura 13 está ilustrado o ensaio do pilar reforçado com cintas de aço e cantoneiras nos cantos. Outra vez para níveis de deslocamento baixo (< 20 mm) as fenda encontradas são pequenas e bem distribuídas (Figura 13.a). Para o máximo deslocamento (Figura 13.b) o pilar reforçado revelou um bom comportamento quando comparado com o original com concentração da fissuração na base.



a) Limite elástico b) Ruína
Figura 13: danos observados no pilar reforçado com cintas de aço – PA1-N3-R1

Os resultados obtidos das duas soluções de reforço com aço são muito similares. O provete PA1-N3-R1 consegue um ligeiro aumento da ductilidade que pode ser justificado pelo facto de existirem as cantoneiras que proporcionam um ligeiro aumento do confinamento.

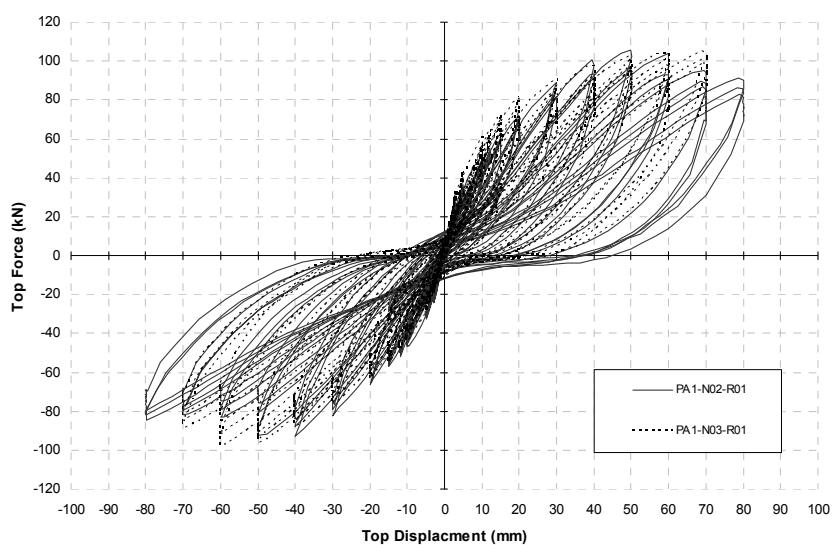


Figura 14: Resultados experimentais dos reforços com aço

6. CONCLUSÕES

O sistema de ensaio usado neste trabalho revelou boa capacidade na realização de ensaios que envolvem aplicação de cargas axiais.

As técnicas de reforço adoptadas, processo de cálculo e processo de execução do reforço, cumpriram devidamente os objectivos para que foram pensados. Ou seja, com este processo é possível repor a capacidade resistente dos elementos danificados ou aumentar significativamente essa capacidade se reforçados antes de danificados.

Em todos os casos dos reforços apresentados se verificou que provocaram uma forte concentração da deformação e degradação betão na secção crítica dos pilares, junto da base, e a uma significativa redução do comprimento da rótula plástica.

As duas técnicas de reforço com aço mostraram uma solução satisfatória ao problema da encurvadura e conduziram a um aumento significativo da força nos ciclos finais do deslocamento, duplicando a força residual do pilar original.

A comparação entre as duas técnicas do reforço com aço mostrou um comportamento bastante similar, embora, no caso do reforço com cintas de aço ligadas por cantoneiras nos cantos se tenha observado uma muito pequena melhoria em termos da degradação da força, devido a apenas se ter conseguido um ligeiro aumento do confinamento.

7. AGRADECIMENTOS

Este artigo refere investigação realizada com o apoio financeiro da "FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia", Portugal que os autores reconhecidamente agradecem.

Os autores de agradecem à empresa João da Silva Santos, Lda. pela construção dos pilares maciços ensaiados e, também, à empresa S.T.A.P.- Reparação, Consolidação e Modificação de Estruturas, S. A. pelos trabalhos de reparação e reforço. Agradecimentos finais também para equipa do laboratório, em especial o Sr. Valdemar Luís e o Sr. André Martins, por todo o cuidado prestado na preparação dos ensaios.

8. REFERÊNCIAS

- [1] Pinho, R., Selective retrofitting of RC structures in seismic areas. London: PhD Thesis, Imperial College of Science and Technology. 2000.
- [2] Varum, H., Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings, PhD Thesis. 2003.
- [3] Rocha, P., Delgado, P., Costa, A., Delgado, R., Seismic retrofit of RC frames. Computers & Structures, 82, pp 1523-1534. Elsevier. 2004.
- [4] Rodrigues, V., Reforço sísmico de pilares de betão armado – análise e avaliação experimental Master Thesis. Novembro 2005
- [5] Delgado, P., Rocha, P., Rodrigues, V., Santos, M., Arêde, A., Vila Pouca, N., Costa, A. and Delgado, R., Experimental Cyclic Tests and Retrofit of RC Hollow Piers, 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, September 3-8, Geneve, Switzerland: Paper N. 1205. 2006.
- [6] Priestley, M. J. N., Seible, F., Calvi, G. M., Seismic Design and Retrofit of Bridges, New York: John Wiley & Sons, Inc. 1996.